

平成 23 年 5 月 10 日現在

研究種目：若手研究（B）
 研究期間：2009 ～ 2010
 課題番号：21760369
 研究課題名（和文） 補強土擁壁の地震時変形予測に用いる補強土のせん断剛性に関する研究
 研究課題名（英文） Shear stiffness of reinforced soil for evaluation of deformation of reinforced soil walls subjected to an earthquake
 研究代表者
 井澤 淳（IZAWA JUN）
 鉄道総合技術研究所・構造物技術研究部・副主任研究員
 研究者番号：70345388

研究成果の概要（和文）：

補強土擁壁は地震時に高い耐震性を示し、破壊には至らず軽微な変形のみにとどまることが知られている。したがって簡易な補修のみであったり、場合によっては補修の必要もなく、地震後も供用が可能であると考えられる。補修の必要性を検討する際、地震によって構造物がどの程度の損傷を受けているかを適切に評価する必要がある。さらに壁面変位や沈下といった表面的な損傷から構造体全体の損傷を評価する必要がある。そこで本研究では、分割パネルを有する補強土擁壁の地震時損傷度評価について検討した。この手法では、下部パネルの水平変位から補強領域内のすべり線発生の有無を評価する。また滑り線位置についても、Two-Wedge 法によって評価する。この提案手法によって遠心振動台実験から得られた補強土擁壁の損傷状況を適切に評価することができた。

研究成果の概要（英文）：

In this paper, evaluation for the degree of damage of GRSW is discussed. In this method, shear strain of backfill material in the reinforced area is evaluated from the horizontal displacement of the wall. Then, occurrence of the slip line is decided based on the simple plastic theory. Since the past studies show that seismic stability of the GRSW depends upon the pullout resistance between geogrid and backfill material after the generation of slip line in the backfill, seismic stability of the GRSW having slip line in the reinforced area is evaluated from the results of the pullout test. Since our past study shows that seismic stability of the GRSW depends upon the pullout resistance between geogrid and backfill material, the seismic stability of GRSW after the formation of slip line is evaluated based on the results of pullout tests. Finally, the validity of the proposed method was verified with results of some centrifuge shaking table tests.

交付決定額

（金額単位：円）

	直接経費	間接経費	合計
2009 年度	2,900,000	870,000	3,770,000
2010 年度	600,000	0	600,000
年度			
年度			
年度			
総計	3,500,000	870,000	4,370,000

研究分野：工学

科研費の分科・細目：土木工学・地盤工学

キーワード：補強土，せん断剛性

1. 研究開始当初の背景および目的

過去の大規模地震における被災事例^{1) 2)}から、補強土擁壁は高い安定性を示し、損傷は軽微な変形のみで抑えられることが報告されている。したがって、地震後も簡単な補修のみで供用が可能であると考えられる。補修の必要性の判断において、被災後の補強土擁壁がどの程度損傷しているのか、以後の地震においても安全なのか等を的確に評価する必要があるが、今のところ明確な判断基準は示されていない。さらに損傷度を評価する際には補強土擁壁を解体することなく、壁面変位や天端沈下量といった表面的な変形から推測する必要もある。そこで本研究では壁面変位量を用いた簡易な損傷度評価法について検討するとともに、過去の遠心模型実験結果と比較し、その妥当性について評価を行った。

2. 遠心模型実験

筆者らは補強土擁壁の破壊および変形特性を把握するため、遠心傾斜台実験および遠心振動台実験を行ってきた^{3) 4) 5)}。本論文では表-1 に示すような盛土材に着目したケースを再整理し、壁面変位と発生する滑

表-1 実験に用いた試料

	豊浦砂	ケイ砂 5号	ケイ砂 3号
平均粒径: D_{50} (mm)	0.19	0.52	1.40
均等係数: U_c	1.56	1.38	1.27
最大間隙比: e_{max}	0.973	1.107	1.009
最小間隙比: e_{min}	0.609	0.720	0.697
間隙比($D_r=80\%$): e	0.682	0.797	0.759
内部摩擦角: ϕ (deg.)	43.0	46.4	55.8

表-2 引抜き試験結果

	豊浦砂	ケイ砂 5号	ケイ砂 3号
見かけの粘着力: c_p	0.19	0.52	1.40
引抜き摩擦係数: ϕ_p	1.56	1.38	1.27
$\tan \phi_p / \tan \phi$	0.973	1.107	1.009

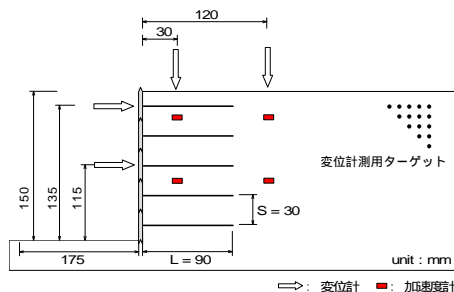


図-1 模型概念図

り線の関係等を議論する。実験で作製した補強土擁壁は図-1 に示すようにすべて同じ形状をしている。地盤内には変位計測用のターゲットが設置してある。用いた模型補強材は厚さ 1mm のポリカーボネイト製 (破断強度 20kN/m, 引張り剛性 506kN/m) で図-2 に示すような形状である。試料の特性および補強材の引抜き特性をそれぞれ表-1, 表-2 に示す。その他、実験の詳細については参考文献を参照されたい。

(1) 傾斜荷重を受ける補強土擁壁の壁面傾きと破壊

図-3 に遠心傾斜台実験においてターゲットから得られた壁面変位分布を示す。こ

$$I_E = \int_0^T a^2(t) dt \quad (1)$$

のように分割パネルを有する補強土擁壁は、下部のせん断変形が卓越する特徴を持っている。したがって、損傷度の評価は下部の変形が支配的であると考えられる。補強土擁壁下部の水平変位および下部パネルの傾き θ (パネル頂部の水平変位/パネル高さ(%)) で定義) と水平震度 k_h ($=\tan\theta$, θ : 傾斜角度) の関係を図-4, 図-5 にそれぞれ示す。ただし、この変位はパネル背後のターゲットの変位から求めている。最も粒径の大きな珪砂 3号を用いたケース以外は、すべて補強材を貫く滑り線が発生し、急激にすべり破壊が生じる結果となった。図-6, 図-7 に豊浦砂における $\theta=23.0$ 24.0 およびケイ砂 5号における $\theta=24.0$, 25.5 の最大せん断ひずみ分布を示した。両ケースとも、 23° および 24° を超えてから急激に滑り線が発生し、破壊に至る。このとき、図-5 に示した下部パネルの傾きは概ね 3° 程度である。

(2) 地震力を受ける補強土擁壁の壁面傾きと損傷度

図-8 に補強土擁壁下部の傾きを累積加速度パワーに対してプロットしている。ここで加速度パワーは(1)式で表され、入力地震動の大きさだけでなく継続時間も考慮できる指標として用いている。

a : 入力加速度 (m/sec^2)

T : 振動継続時間 (sec)

また、豊浦砂とケイ砂 5号の Step3 と Step2 の最大せん断ひずみ分布を図-9(a) (b) にそれぞれ示す。これから分かるように豊浦砂とケイ砂 5号ではそれぞれ

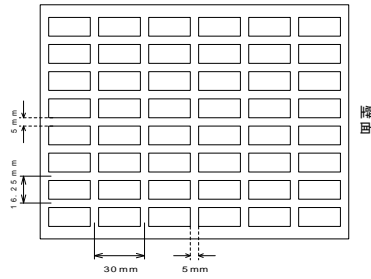


図-2 模型補強材

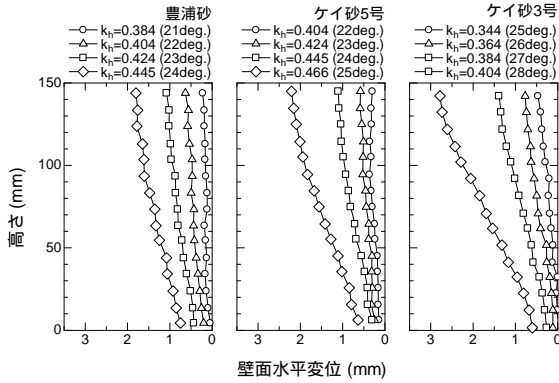


図-3 遠心傾斜台実験における壁面水平変位分布

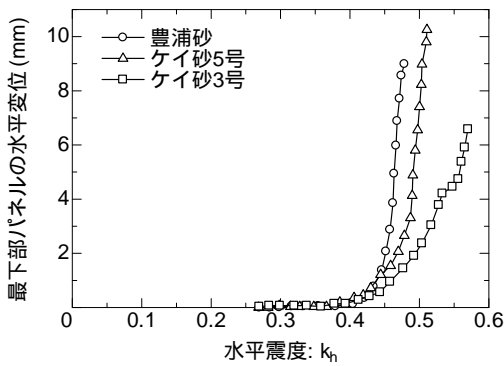


図-4 水平震度の最下部パネルの水平変位の関係

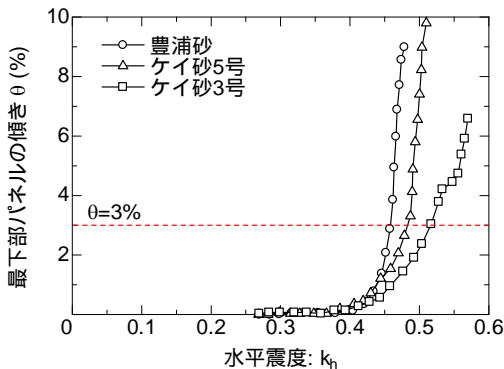
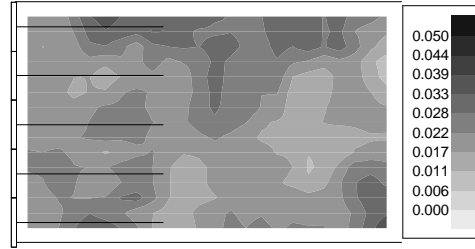
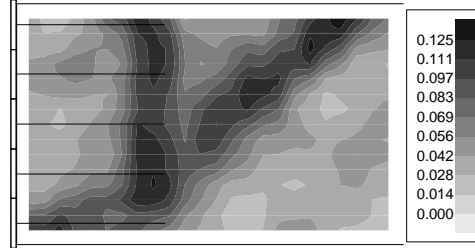


図-5 水平震度の最下部パネルのせん断ひずみの関係

Step2とStep3において既に補強材を貫く滑り線が発生している事が分かる。また図-8を見ると、このときの壁面下部の傾きはちょうど3%を超えた付近である。したがって、地震力を受ける場合も傾斜台実験と同様、概ね3%程度のところで滑り線が発生すると考えられる。しかし、その後急激な

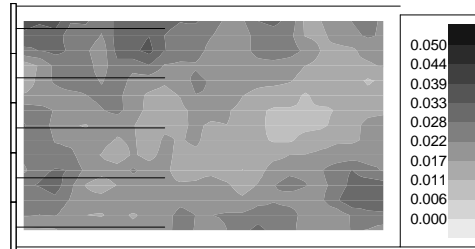


(a) $\Theta = 23.0$ degree, $k_h = 0.424$

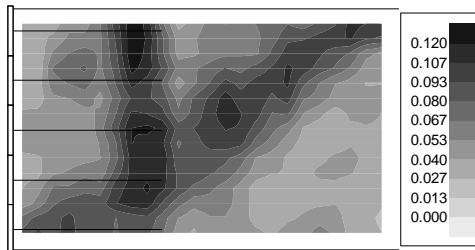


(b) $\Theta = 24.0$ degree $k_h = 0.445$

図-6 豊浦砂の最大せん断ひずみ分布



(a) $\Theta = 24.0$ degree, $k_h = 0.445$



(b) $\Theta = 25.5$ degree, $k_h = 0.466$

図-7 ケイ砂5号の最大せん断ひずみ分布

破壊には至らない。滑り線発生後は引抜き抵抗が發揮され、補強領域のすべりを抑制していると考えられる。

3. すべり線の発生に関する評価

上記のように、補強材の特性にかかわらず、下部壁面の傾きがおよそ3%程度のところで補強領域に滑り線が発生した。このとき補強領域に発生しているひずみが、破壊ひずみと何らかの関係があると考えられる。すなわち、壁面の傾きと補強領域に発生しているひずみを関係づけることで、壁面変位から補強土擁壁の損傷を評価できると考えられる。

(1) 壁面変位とひずみの関係

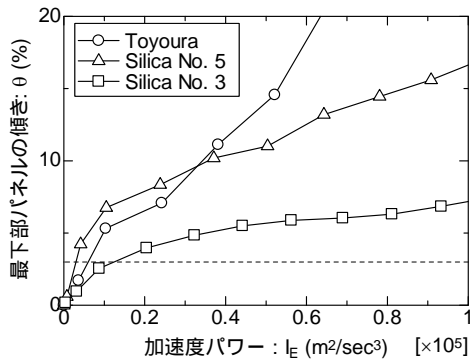
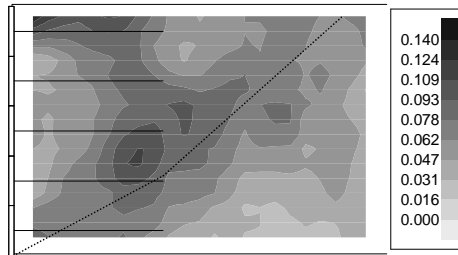
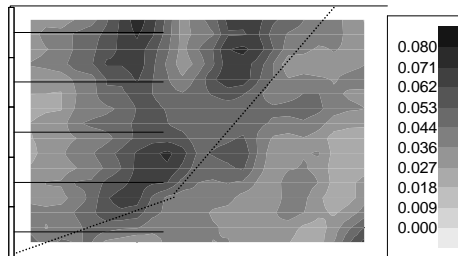


図-8 加速度パワーと最下部パネルの傾きの関係



(a) 豊浦砂 Step3



(b) ケイ砂5号 Step2

図-9 遠心振動台実験における最大せん断ひずみ分

Bransby et al.⁶⁾ は図-10に示すような片持ちばり式シートパイル擁壁模型の壁面変位と背面地盤に生じるひずみの関係について考察している。図-11に示すような主ひずみ方向が鉛直および水平方向と一致する可容速度場を考え、擁壁の傾き θ と裏込め土に生じているせん断ひずみ γ の関係を求めている。その結果、ダイレイタンシー角 ϕ を用いて、(2)式のように表せると示している。

$$\gamma = 2\theta \sec \phi \quad (2)$$

また、この式(2)とBransby et al.⁷⁾による実験結果が良く一致することも示している。

式(2)はダイレイタンシー角を含んでおり、要素試験からダイレイタンシー角を求める必要がある。しかし、一般的にそれを正確に求めることは非常に難しく、式(2)を用いて損傷度を評価することは困難な場合があると考えられる。一般的に密な砂の

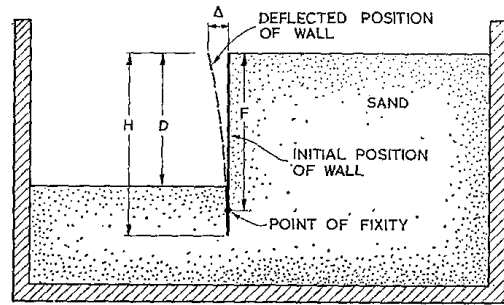


図-10 Bransby et al らの用いた模型概念図⁶⁾

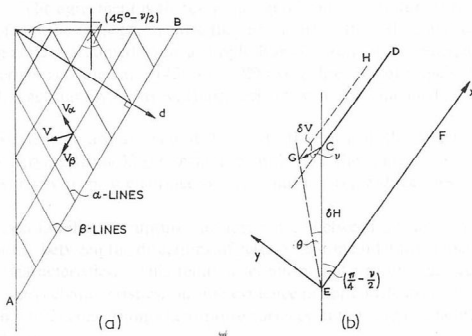


図-11 Bransby et al らの想定した可容速度場⁶⁾

ダイレイタンシー角は、内部摩擦角の1/3程度であると言われている。そこで、 $\phi=0^\circ$ と $\phi=15^\circ$ のときの壁面の傾きと内部に生じているひずみの関係を図-12に示した。図-12から、明らかにダイレイタンシー角の影響は小さいことが分かる。したがって、 ϕ を考慮に入れる必要はないと考えられる。したがって、体積変化が無いとして、すなわち式(3)のように $\phi=0^\circ$ とした予測式を用いることとする。

$$\gamma = 2\theta \quad (3)$$

これはBolton et al.⁸⁾が提案している図-13に示すような体積変化の無い地盤での壁面の傾きとひずみの関係式と一致する。

(3) 実験結果との比較

図-14に三軸圧縮試験から得られた豊浦砂、珪砂5号、珪砂3号の最大せん断ひずみと軸差応力の関係を示す。試験はすべて相対密度80%で行っている。ここで最大せん断ひずみはポアソン比を0.2と仮定し、軸ひずみとの関係から求めている。実験で作製した模型補強土壁の下部での上載圧は100kPa程度あるため、拘束圧=98kPaのデータを示している。ここで、豊浦砂、珪砂5号のピーク強度は、それぞれ6.2%と5.7%の最大せん断ひずみ生じていることが分かる。

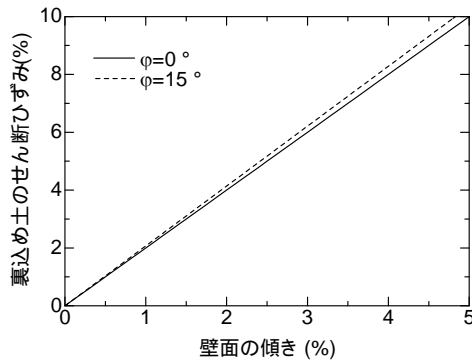


図-12 (2)式におけるダイレイタンシー角の影響

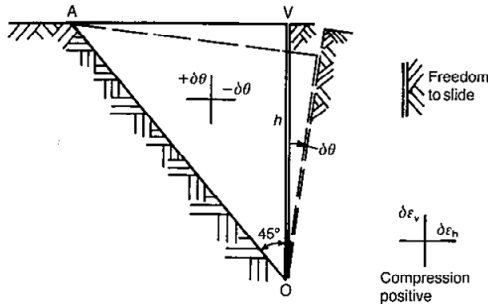


図-13 Bolton et al.の想定するひずみ場³⁾

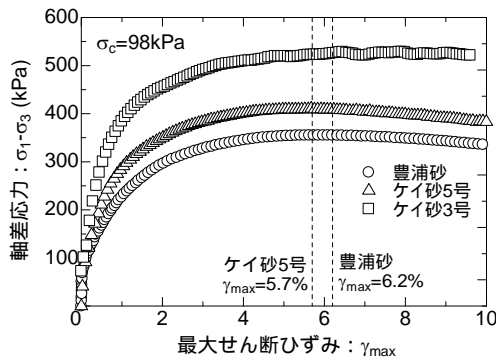


図-14 三軸圧縮試験結果

補強土擁壁下部でこれらのせん断ひずみを生じたとすると、壁面の傾きは式よりそれぞれ 3.1%, 2.85%となる。この壁面の傾きは遠心傾斜台実験と遠心振動台実験において滑り線が発生した時点での壁面の傾きと概ね一致する。したがって、3軸試験結果から得られる破壊時せん断ひずみと式(3)を用いて、補強土擁壁内部の滑り線の発生の有無を予測することが可能である。ケイ砂3号については、傾斜台実験において滑り破壊は生じず、振動台実験においては滑り線が発生していなかった。これはケイ砂3号は図-14から分かるように明確なピークを示さない試料で、大きなひずみを生じて滑り線が発生しないためであると考えられる。3軸試験終了後の供試体の観察結果でも、ケイ砂3号では明確な滑り線は観察されず、圧縮破壊で終了していた。

4. すべり線発生位置の検討

3章で示したように、壁面変位と裏込め土の破壊時ひずみを式(3)に代入することで、滑り線が発生の有無を評価できる。ここでは、そのときの滑り線位置について検討する。筆者らの研究³⁾から、引抜き試験から得られる引抜き抵抗を低減した値を用いた Two-Wedge 解析を用いて遠心傾斜台実験結果の破壊断面を精度良く再現できることが分かっている。また遠心振動台実験において発生する滑り線位置は、遠心傾斜台実験結果とほぼ一致する。したがって、地震動を受ける補強土擁壁の滑り線位置を Two-Wedge 法で再現できると考えられる。図-15に今回行った Two-Wedge 解析の模式図を示す。土塊 B に作用する滑動力と抵抗力、および滑動に対する安全率は以下のように表せる。

滑動力

$$\Sigma F = k_h W_B \cos \omega_B + (1 - k_v) W_B \sin \omega_B + P_{AE} \cos(\delta - \omega_B) \quad (4)$$

抵抗力:

$$\Sigma R = \{(1 - k_v) W_B \cos \omega_B - k_h W_B \sin \omega_B + P_{AE} \sin(\delta - \omega_B) + S \sin \omega_B\} \tan \phi + S \cos \omega_B + cl \quad (5)$$

滑動安全率:

$$F_s = \Sigma R / \Sigma F \quad (6)$$

$k_{h,v}$: 水平・鉛直震度

$W_{A,B}$: 土塊 A, B の重量 (kN)

$\omega_{A,B}$: 滑り線の傾き (°)

S : 引抜き抵抗 (kN)

P_{AE} : 地震時土圧 (kN)

c, ϕ : 盛土材の粘着力(kPa)および

内部摩擦角(°)

(5)式に用いる引抜き抵抗は、図-16に示すように引抜き量とともに増減するため、破壊時の引抜き量に対応した引き抜き抵抗を用いる必要がある。豊浦砂、ケイ砂5号を用いた延伸模型実験では下部パネル傾きが 3.1%, 2.85%となったとき、滑り線が発生する。したがって、そのときの引抜き抵抗を用いるのが妥当である。ジオグリッドのひずみを無視すると、最下部パネルに結合されている補強材の引抜き量はおよそ 1mm である。そこで、引抜き量 1mm のときの引抜き抵抗を抽出し、図-17に示すような引抜き強度を求めた。

Two-Wedge 解析を行った結果得られた破壊時水平変位と安全率の関係、破壊断面を図-18、図-19にそれぞれ示す。破壊時の水

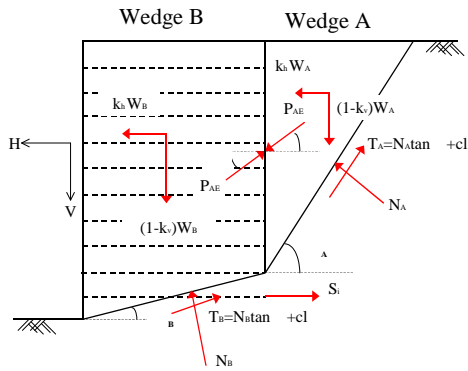


図 - 15 Two-Wedge 法で仮定した破壊断面

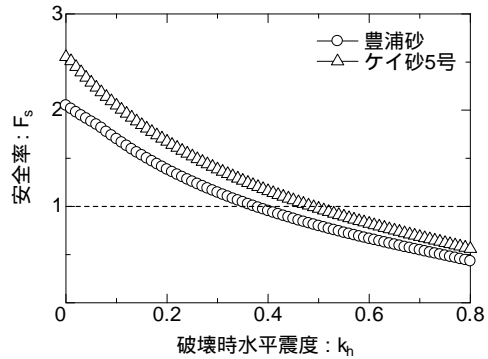


図-18 Two-Wedge 解析結果

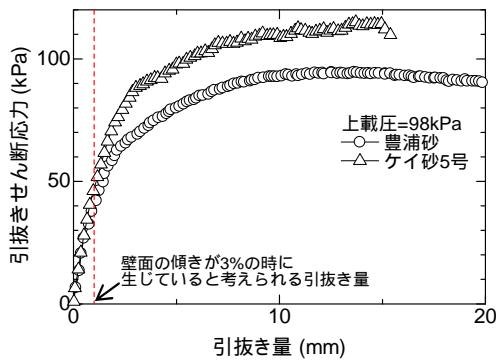


図-16 安定計算に用いる引き抜き抵抗

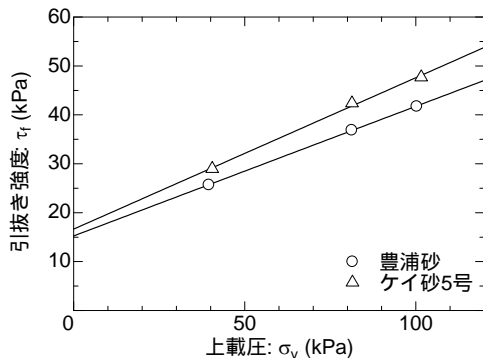


図-17 引き抜き量 1mm での引き抜き強度

平震度は豊浦砂で 0.38, ケイ砂 0.49 で遠心傾斜台実験とは若干異なる。しかし, 図-19 に示すように破壊断面は遠心傾斜台実験における破壊面と概ね一致することが分かる。したがって, 滑り線が発生したときの最下部パネルの傾きから求めたジオグリッドの引き抜き量に対応した引き抜き抵抗を用いて Two-Wedge 解析を行うことにより, 滑り線位置を精度良く予測することが出来ると考えられる。

5. まとめ

本論文では, 壁面変位を用いて補強土擁壁の損傷度を評価する手法について, 遠心模型実験結果をもちいて議論した。その結果, 以下のような結論が得られた。

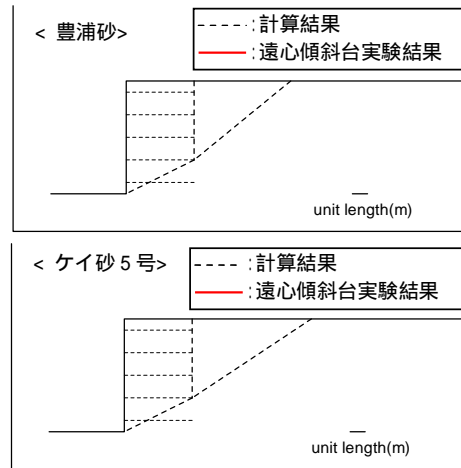


図-19 Two-Wedge 解析から得られた破壊断面

1. 補強土擁壁内部のせん断ひずみ γ と壁面の傾き θ の関係は以下の式で表せる。

$$\gamma = 2\theta$$

このせん断ひずみが破壊時せん断ひずみに達すると, 補強土擁壁に滑り線が発生する。

2. 滑り線が発生する時の下部パネルの壁面変位と同等の引き抜き変位量での引き抜き抵抗を用いて Two-Wedge 解析を行うことで 精度良く滑り線位置を評価できる。

以上の結果から, 地震後の補強土擁壁の損傷度をある程度評価できると考えられる。ただし, 今回の結論は理想的な地盤から得られた結果であり, 今後, 更に検討を進める必要がある。

参考文献

1) Tatsuoka, F., Tateyama, M. and Koseki, J., Performance of soil retaining walls for railway embankments, in Special issue on Geotechnical Aspects of the January 17, 1995, Hyogoken-Nanbu Earthquake, Soil

and Foundations, pp. 311-324, 1996.

- 2) 吉田浩一, 久保哲也, 南 和弘, 中越地震による補強土壁の被災調査と復旧事例, ジオシンセティックス論文集 第20巻, pp. 301-304, 2005.
- 3) 井澤 淳, 高橋章浩, 桑野二郎, ジオグリッドの特性が補強盛土の地震時安定性に及ぼす影響, ジオシンセティックス論文集第16巻, pp.37-44, 2001
- 4) 井澤 淳, 桑野二郎, 高橋章浩, 補強材特性の異なる補強土壁の地震時安定性に関する遠心振動台実験, ジオシンセティックス論文集第17巻, pp. 13-20, 2002
- 5) 井澤 淳, 石濱吉郎, 桑野二郎, 補強土壁の地震時安定性に及ぼす盛土材粒径の影響, ジオシンセティックス論文集, 第18巻, pp. 243-250, 2003.
- 6) Bransby, P. L. and Milligan, G. W. E., Soil deformations near cantilever sheet pile walls, Geotechnique, Vol. 25, No. 2, pp. 175-195, 1975.
- 7) Bransby, P. L., General theories of earth pressures and deformations, Proc. Of European conf. soil mech., Madrid 2, pp. 75-78, 1972.
- 8) Bolton, M. D. and Powrie, W., Behaviour of diaphragm walls in clay prior to collapse, Geotechnique, Vol 38, No. 2, pp. 167-189, 1988.

6. 主な発表論文等

〔雑誌論文〕(計5件)

- 1) J. Izawa, H. Ito, T. Saito, M. Ueno and J. Kuwano (2009): Development of rational seismic design method for geogrid-reinforced soil wall combined with fibre-mixed soil-cement and its applications, Geosynthetics International, 16(4), 1072-6349.
- 2) G. Hguyen, J. Kuwano, J. Izawa, S. Seki and S. (2009): Tachibana, Shear strain distribution in soil around geogrid during the unloading-reloading pullout test, Geosynthetics Engineering Journal, Vol. 24, 69-74.
- 3) Izawa, J. and Kuwano, J. (2010): Centrifuge modelling of geogrid reinforced soil walls subjected to pseudo-static loading, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics , 10(1), 1-18.
- 4) Giang, N. H., Kuwano, J., Izawa, J. & Tachibana, S. (2010): Influence of unloading-reloading processes on the pullout resistance of geogrid. Geosynthetics International, 17(4), 249-249.
- 5) Nguyen Hoang Giang, Jiro Kuwano, Jun Izawa and Sakae Seki (2010): Centrifuge Tests on Seismic Stability of the Damaged Geogrid Reinforced Soil wall, Geosynthetics Engineering Journal, Vol. 25, 197-202.

〔学会発表〕(計6件)

1. G. Nguyen, Y. Fuse, J. Kuwano, J. Izawa and S. Seki, Confining Effects during Pullout Test with Unloading-Reloading Process in Toyoura Sand, 第44回地盤工学研究発表会, pp. 467-468
2. J. Izawa and J. Kuwano, Evaluation of damage in geogrid reinforced soil walls based on wall displacement, Proc. of International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 1413-1416, Egypt, 2009.
3. Giang .H. Nguyen, Jiro Kuwano, Jun Izawa, Sakae Seki, Evaluation of the confining effect on geogrid pullout test under unloading-reloading history, 9th International Conference on Geosynthetics, Brazil, pp. 675-678, 2010. 5.
4. Jun Izawa, Jiro Kuwano, Evaluation for damage of geogrid reinforced soil walls subjected to earthquakes, 9th International Conference on Geosynthetics, Brazil, pp. 1639-1642, 2010. 5.
5. J. Kuwano, J. Izawa & S. Seki, Evaluation of damage in saturated reinforced soil walls due to earthquake, Proc. of 7th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, No. 1, pp. 469-474. 2010. 6.
6. Evaluation of the Geogrid Reinforced Soil Walls with Unloading-Reloading Process, Nguyen Hoang Giang, Matsutani Shinichi, Jiro Kuwano, Jun Izawa, Shinya Tachibana, 第45回地盤工学研究発表会, pp. 531-532

〔図書〕(計0件)

〔産業財産権〕

出願状況(計0件)

取得状況(計0件)

7. 研究組織

(1) 研究代表者

井澤 淳 (IZAWA JUN)

鉄道総合技術研究所・構造物技術研究部・副主任研究員

研究者番号: 70345388